

## Validazione dei progetti strutturali secondo il capitolo 10 delle NTC08

Prof. Ing. Aurelio Ghersi, Università di Catania

SAIE, Bologna  
29 ottobre 2010

## Il capitolo 10 delle NTC08

"Le norme di cui al cap. 10, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli uffici preposti nonché per la loro verifica e validazione"

Circolare 2/2/2009, punto C10

Per il progettista:

- come organizzare e presentare la relazione

Per chi controlla:

- cosa pretendere dal progettista
- in che modo e che cosa controllare

## Capitolo 10.1 - Caratteristiche generali

### 10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti. Restano esclusi i piani operativi.

Il progetto deve comprendere i seguenti contenuti:

- Relazione di calcolo strutturale
- Relazione di analisi e verifica
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari
- Piano di manutenzione della struttura
- Relazione sui risultati sperimentali

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

#### Obiettivo delle relazioni di calcolo:

- Facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli
- Consentire elaborazioni indipendenti (per controllo)

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- Tipologia del codice
- Origine del codice
- Affidabilità del codice
- Verifica dell'affidabilità del codice
- Manutenzione del codice
- Informativa

#### Cosa deve fare il progettista?

- Controllare l'affidabilità dei codici utilizzati
- Verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti
- Curare che la presentazione dei risultati sia tale da garantirne leggibilità, corretta interpretazione, riproducibilità

- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

## Obiettivi fondamentali

Per il progettista:

- Comprendere il comportamento della struttura
  - controllare che sia corrispondente a quello che si aspetta
  - cercare di migliorarlo per quanto possibile
- Spiegare qual è il comportamento della struttura
  - preparare una relazione semplice e sintetica che spieghi in che modo è arrivato a questa convinzione
- Consentire controlli specifici di dettaglio
  - organizzare il materiale che si fornisce in modo che possa essere effettivamente usato

## Obiettivi fondamentali

Per chi controlla:

- Capire se il progettista ha veramente meditato e cercato di comprendere qual è il comportamento della struttura
- Esaminare il comportamento globale della struttura
  - controllare se i dati sintetici riportati dal progettista mostrano effettivamente il comportamento da lui indicato
- Scendere nel dettaglio solo quando necessario
  - fare controlli per fugare dubbi emersi dall'esame del comportamento globale
  - fare eventualmente qualche controllo a campione

## Come si esprime il giudizio?

- Il controllo non è un fatto formale
- Esprimere un giudizio richiede il raggiungimento di una convinzione profonda
- Non ha assolutamente senso:
  - che un programma giudichi se stesso (preparando automaticamente una relazione)
  - usare un altro programma per esprimere automaticamente un giudizio di validazione di un progetto

I programmi possono essere utili per mettere in evidenza problemi ("programmi esperti") ma le loro indicazioni possono essere solo strumenti per raggiungere una convinzione

## Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della struttura
  - individuazione degli elementi principali
    - analisi della loro distribuzione in pianta
    - giudizio sul comportamento nelle due direzioni e sul comportamento rotazionale
    - analisi della loro distribuzione in altezza
  - individuazione di possibili debolezze o irregolarità
    - l'impalcato è compatto e rigido?
    - le fondazioni sono adeguate?
    - gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono di aiuto o irrilevanti, oppure danno problemi?

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi

Esame del modello strutturale:

per valutare se è adeguato e quali problemi potrebbe presentare

Esame del tipo di analisi:

per valutare se è adeguato

- Analisi lineare - statica
- Analisi lineare - modale
- Analisi statica non lineare

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 3. Previsione numerica del comportamento

- stima delle masse
- stima del periodo fondamentale
- valutazione di forze con analisi statica
- ripartizione delle forze tra gli elementi verticali
- previsione di taglio e momento nei pilastri (o pareti)
- previsione del momento nelle travi
- previsione degli spostamenti
- stima dell'effetto di
  - eccentricità accidentale
  - contemporanea presenza delle due componenti del sisma

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 4. Esame dei risultati del calcolo

- non guardare assolutamente
  - risultati delle singole combinazioni di carico (non ci possono dire niente)
- guardare
  - risultati di schemi di carico base (pochi schemi)
  - inviluppo complessivo di tutte le combinazioni
- dagli schemi base
  - comprendere il comportamento e giudicare se è corrispondente a quello aspettato dall'esame visivo
  - basare il giudizio innanzitutto sugli spostamenti globali (solo uno sguardo a campione ai diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione)
- l'inviluppo serve dopo (per le armature delle travi)

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 5. Esame delle armature (nel caso di strutture in c.a.)

- travi
    - esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
    - giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
    - guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
    - i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali?
- quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 5. Esame delle armature

... segue

- pilastri
    - esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
    - giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
    - grande attenzione ai pilastri corti
    - controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi
- per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti: dimensione maggiore del pilastro  $\geq$  altezza della trave  
armatura totale sui due lati corti del pilastro  $\geq$  armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;  
l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 5. Esame delle armature

... segue

- pareti
  - hanno problematiche specifiche
- nodi trave-pilastro
  - deve essere presente una buona staffatura nel nodo
  - i ferri di parete delle travi che attraversano il nodo contribuiscono alla staffatura
- impalcati
  - di solito basta una rete
  - attenzione in presenza di pareti o di punti particolarmente deboli dell'impalcato
- fondazioni
  - attenzione nel caso di edifici con pareti

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo

2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione numerica del comportamento
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

## Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

## Carpenteria e fondazione

- Esaminare l'orditura dei solai, la posizione di travi e pilastri (ed anche la fondazione)
- La struttura deve essere idonea a portare
  - i carichi verticali
  - le azioni orizzontali equivalenti al sisma
- La fondazione deve essere idonea a evitare
  - cedimenti verticali
  - spostamenti relativi del piede dei pilastri

## Obiettivi generali

La struttura dovrebbe essere il più regolare possibile

In particolare, la struttura deve essere regolare sia in pianta che in altezza

La normativa fornisce indicazioni, che però non sempre sono significative

I problemi legati alla regolarità sono tanti

Occorrerebbe individuare prima i problemi e poi, in base a questi, definire la regolarità

## Regolarità in pianta

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica
- rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la pianta inferiore a 4
- rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione della pianta nella stessa direzione
- impalcati infinitamente rigidi nel loro piano

Criteri poco significativi e quasi non utilizzati

NTC 08, punto 7.2.2

## Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

NTC 08, punto 7.2.2

## Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- le variazioni di massa sono, al massimo, il 25%
- la rigidezza non si riduce più del 30% e non aumenta più del 10%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di  $\pm 20\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

NTC 08, punto 7.2.2

## Obiettivi generali

La struttura dovrebbe essere il più regolare possibile

Esaminare se è stata divisa in blocchi staticamente separati da giunti

Prestare molta attenzione alla scala

La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi molto rigidi con conseguente:

- concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità globale
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidezze

Anche la soletta rampante può dare problemi

## Edifici con pareti o nuclei in c.a.

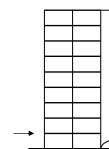
Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
  - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

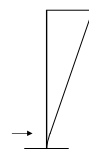
## Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori provocano grossi spostamenti ...

... ma gli spostamenti non aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti, oppure telaio con travi a spessore)

Forze applicate ai piani inferiori provocano piccoli spostamenti ...

... ma gli spostamenti aumentano di molto ai piani superiori

## Edifici con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
- Pilastri e travi portano i carichi verticali

Impostazione  
separata,  
più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e costi maggiori)

## Edifici a struttura intelaiata

Travi e pilastri portano sia carichi verticali che azioni orizzontali

Esaminare separatamente:

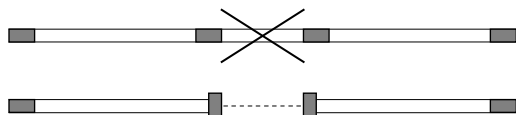
1. La carpenteria per quanto riguarda il modo in cui porta i carichi verticali
2. La carpenteria per quanto riguarda il suo comportamento nei confronti di azioni orizzontali

## Edifici a struttura intelaiata

Stare attenti a:

- Luci di sbalzi, solai e travi molto forti e non uniformi

In particolare, sono da evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



## Edifici a struttura intelaiata

Stare attenti a:

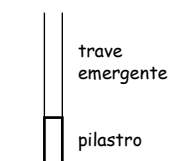
- Luci di sbalzi, solai e travi molto forti e non uniformi

In particolare, sono da evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni

- Forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)

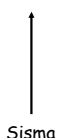
## Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Elemento con buona rigidità a tutti i piani

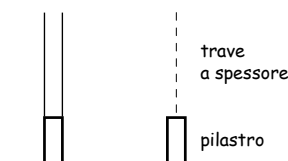
La resistenza all'azione sismica è affidata ai pilastri allungati nella direzione del sisma ed accoppiati a travi emergenti



Sisma

## Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Elemento con buona rigidità a tutti i piani

Elemento con rigidità solo al primo piano

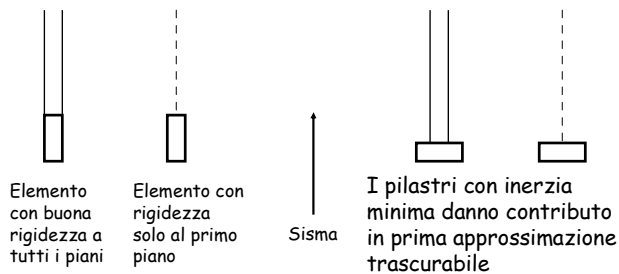
Un pilastro rigido accoppiato ad una trave a spessore fornisce un contributo basso a tutti i piani, tranne che al primo



Sisma

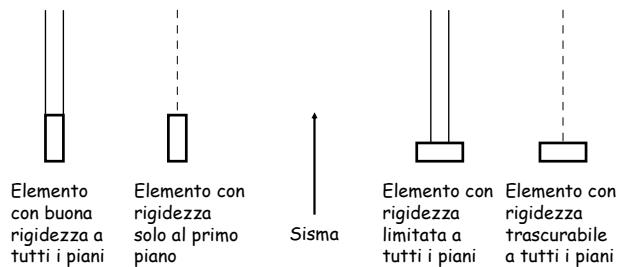
### Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



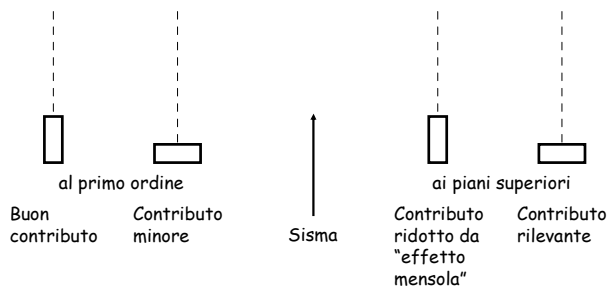
### Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

In genere sono presenti in carpenteria travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



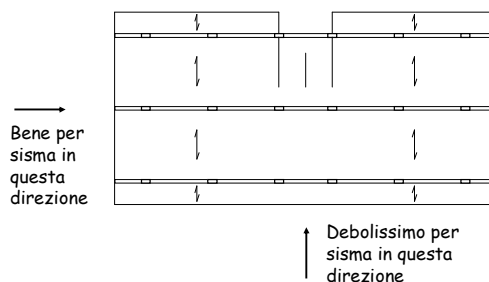
### Individuare gli elementi che resistono alle azioni orizzontali

Se tutte le travi sono a spessore, il comportamento dei pilastri è un po' diverso



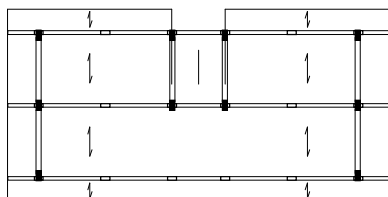
### Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Carpenteria pensata per soli carichi verticali:



### Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

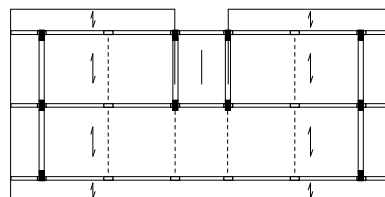
Carpenteria pensata anche per azioni orizzontali:



Sono stati girati un certo numero di pilastri      Sono state aggiunte travi emergenti per renderli efficaci

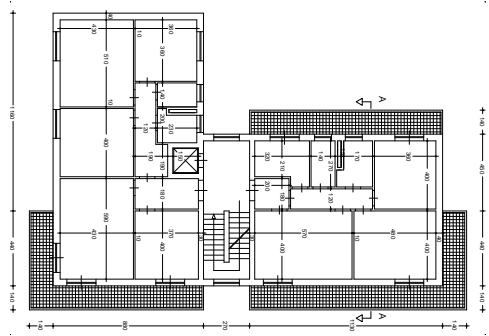
### Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Carpenteria pensata anche per azioni orizzontali:



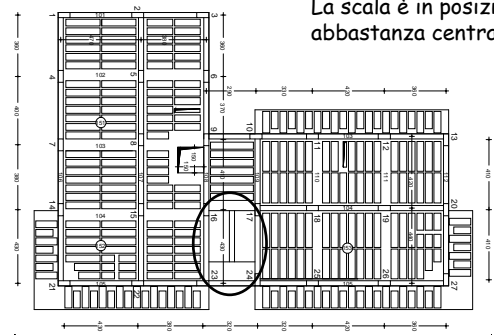
Sono state aggiungere anche altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici

### Esempio Piano tipo

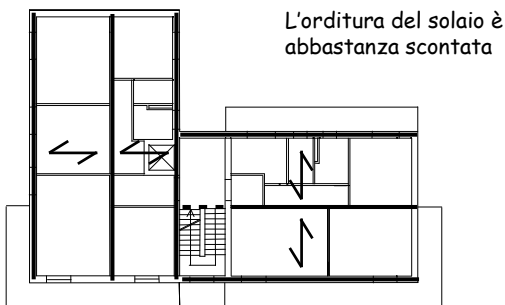


### Esempio Carpenteria del piano tipo

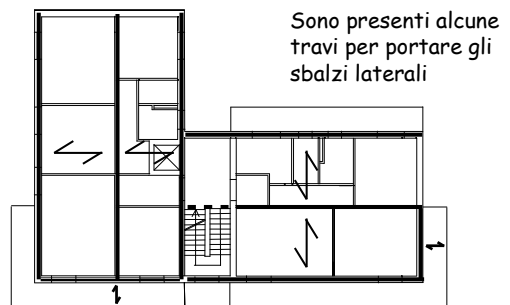
La scala è in posizione  
abbastanza centrale



### Esame della carpenteria per quanto riguarda i carichi verticali



### Esame della carpenteria per quanto riguarda i carichi verticali



### Esame della carpenteria per quanto riguarda le azioni orizzontali



### Controllo qualitativo delle dimensioni

- Solaio: spessore 22 cm
  - luce massima circa 5.00 m
  - struttura con numerose travi emergenti
  - non ci sono travi a spessore lunghe e molto caricate



lo spessore va bene

- Se tutte le travi fossero state tutte a spessore
  - lo spessore doveva essere almeno a 28 cm

## Controllo qualitativo delle dimensioni

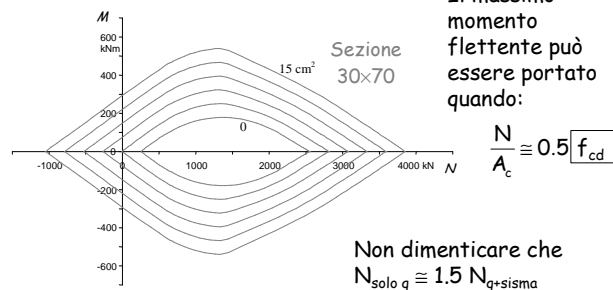
Pilastri:

1. È bene che la sezione del primo ordine abbia una tensione media  $N/A_c$  non superiore a:  
 $\swarrow$  in presenza di sisma  
 $0.3-0.4 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)

meno di  $0.3 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti più elevati

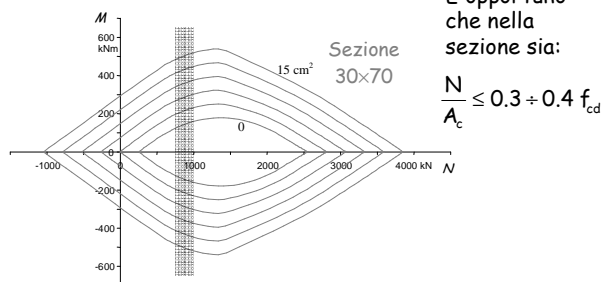
## Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:



## Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:



## Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:

2. È bene usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia

Quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

## Controllo qualitativo delle dimensioni

Pilastri:

3. È bene ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

## Controllo qualitativo delle dimensioni

- Pilastri: tutti 30x70 (a tutti i piani)
  - sforzo normale al piede che va da 380 kN a 1050 kN
  - tensione media pari al massimo a circa  $0.35 f_{cd}$
  - è usata un'unica sezione



va bene

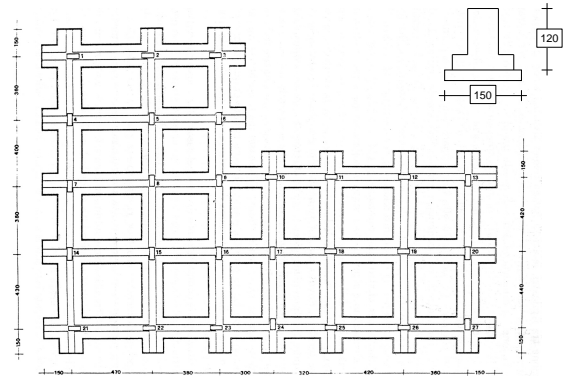
## Controllo qualitativo delle dimensioni

- Travi emergenti:  
30x60 ai quattro impalcati inferiori  
30x50 al quinto impalcato
  - le travi sono poco più piccole dei pilastri
  - variazione minima tra i diversi piani



la sezione andrebbe controllata  
ma a occhio sembra poter andare bene

## Pianta delle fondazioni



## Giudizio qualitativo

- La struttura sembra sostanzialmente regolare
  - luci modeste e non molto diverse tra loro
  - pianta e carpenteria sostanzialmente uguali a tutti i piani
  - sezioni accettabili
  - rigidezza uniforme nelle due direzioni
  - pilastri perimetrali che danno una buona rigidezza torsionale
  - forse è debole il lato destro

## Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

## Modello strutturale

"Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza".

La scelta del modello è un aspetto fondamentale  
(l'argomento è molto ampio e richiederebbe una trattazione separata; mi limito ad accennare alcuni aspetti)

## Modello strutturale

Esame del modello strutturale  
per valutare se è adeguato e quali problemi  
potrebbe presentare

- elementi previsti
  - solo elementi monodimensionali ? nessun problema particolare
  - aggiunta di offset o tratti rigidi ? un po' di attenzione
  - anche elementi bidimensionali ? possono esserci grossi problemi

## Modello strutturale

### Esame del modello strutturale

- impalcato
  - vincolo mutuo tra i nodi ?  
bene (se orizzontale e se forma e rigidezza sono adeguate)
  - deformabile, modellato con elementi bidimensionali, oppure nessun vincolo ?  
possono esserci grossi problemi di affidabilità e problemi nella valutazione dell'importanza dei modi
  - attenzione a:  
impalcato inclinati  
impalcato sfalsati di poco

## Modello strutturale

### Esame del modello strutturale

- fondazioni
  - modello incastrato al piede ?  
va bene se le fondazioni sono adeguatamente rigide
  - modello con reticolo di travi alla Winkler, o simili ?  
va bene, ma attenzione ai parametri geotecnici (meglio usare un criterio di fascia)
- elementi non strutturali
  - non considerati ?  
va bene se ben distribuiti e non estremamente rigidi
  - inclusi nel modello ?  
attenzione alla modellazione (meglio usare un criterio di fascia)

## Tipo di analisi

- Analisi lineare - statica
  - oggi meno usata
  - va bene se la struttura è bilanciata (ruota poco) ed il periodo fondamentale non troppo alto
- Analisi lineare - modale
  - analisi standard
  - va sempre bene, ma a volte è meno facile giudicarne i risultati
- Analisi statica non lineare
  - può essere importante per analizzare edifici esistenti
  - deve essere interrotta al raggiungimento di rotture fragili (che può avvenire quasi subito)

## Comportamento reale di una struttura durante il sisma

- Il sisma è un'azione dinamica (il moto del suolo causa il movimento di tutte le parti della struttura)
- Durante un terremoto violento si supera il limite elastico dei materiali: il comportamento è quindi non lineare
- Una conoscenza "esatta" del comportamento durante il sisma dovrebbe essere cercata con una analisi dinamica non lineare:
  - Assegnare un accelerogramma
  - Integrare le equazioni del moto
  - Usare un modello della struttura non lineare

## Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi - vedi NTC 08, punto 3.2.3.6 (almeno 3  $\Rightarrow$  ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni  $\Rightarrow$  possibili errori

Quindi: possibile solo a livello di ricerca

NTC 08, punto 7.3.4.2

## Modi approssimati per valutare la risposta al sisma

Effettuare una analisi statica non lineare

- Stimare gli spostamenti che la struttura avrà durante il terremoto  
(ipotesi di uguaglianza - o relazione nota - tra spostamenti dinamici in campo elastico e in campo non lineare)
- Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)
- Giudicare la struttura in base a quello che le accade per gli spostamenti da sisma stimati

NTC 08, punto 7.3.4.1

## Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

## Analisi statica non lineare

In quali casi può essere utile?

Progetto di nuove costruzioni:

- Solo in casi particolari, se si vuole dimostrare che il superamento della resistenza in qualche sezione non porta comunque al collasso

Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

- Se la struttura non ha collasso fragile, l'analisi statica non lineare può essere indispensabile per tener conto correttamente della duttilità

## Modi approssimati per valutare la risposta al sisma

Approccio tradizionale: analisi lineare

- Si assume che il comportamento dinamico non lineare della struttura sarà accettabile se essa è in grado di sopportare forze nettamente più piccole di quelle che subirebbe se rimanesse in campo elastico
- Le forze sono valutate mediante un coefficiente riduttivo  $q$  (fattore di struttura)
- Si giudicare la struttura in base alla resistenza delle sezioni alle sollecitazioni prodotte dalle forze così determinate

NTC 08, punto 7.3.3

## Analisi lineare

Le caratteristiche di sollecitazione possono essere determinate mediante analisi modale o analisi statica

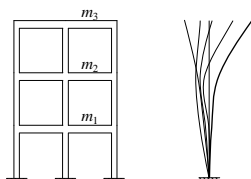
- Oggi si usa sempre l'analisi modale
- In un gran numero di casi i risultati dell'analisi modale sono quasi gli stessi di quelli dell'analisi statica

Brave  
corno

## Analisi modale

Modi di oscillazione libera della struttura

- Se si assegna una deformata iniziale qualsiasi e si lascia la struttura libera di oscillare ...



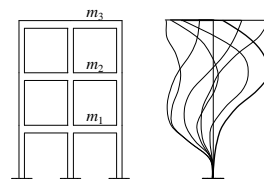
... la struttura si muove in maniera disordinata

Brave  
corno

## Analisi modale

Modi di oscillazione libera della struttura

- Se si assegna una deformata iniziale qualsiasi e si lascia la struttura libera di oscillare ...



... la struttura si muove in maniera disordinata

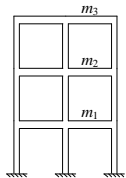
altro esempio

Brave  
corno

## Analisi modale

Questo è un "modo di oscillazione libera"

- Se si assegna una particolare deformata iniziale e si lascia la struttura libera di oscillare ...



... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

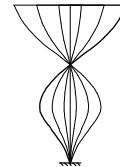
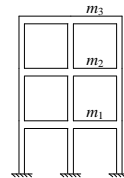
$T$  = periodo di oscillazione libera

Brave  
corno

## Analisi modale

Questo è un "modo di oscillazione libera"

- Se si assegna una particolare deformata iniziale e si lascia la struttura libera di oscillare ...



altro esempio

... la struttura si muove mantenendo la forma della deformata ed oscilla con un periodo ben preciso

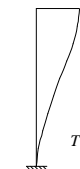
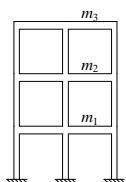
$T$  = periodo di oscillazione libera

Brave  
corno

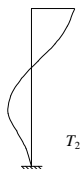
## Modi di oscillazione libera

Telaio piano (con traversi inestensibili):

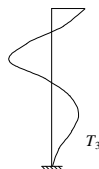
numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



Primo modo



Secondo modo



Terzo modo

Brave  
corno

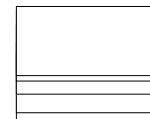
## Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione



Brave  
corno

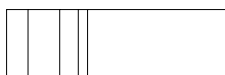
## Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione



Brave  
corno

## Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione
- n modi di rotazione



Brave  
cenno

## Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):  
numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

Se la pianta non ha assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono accoppiati



Brave  
cenno

## Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale  
senza impalcati indeformabili nel piano

Il numero di modi di oscillazione libera è molto maggiore

Brave  
cenno

## Analisi modale con spettro di risposta

- La struttura che oscilla secondo uno dei suoi "modi" si comporta come un oscillatore semplice
- È possibile ricavare di conseguenza un insieme di forze e calcolare le sollecitazioni prodotte
- Il contributo di quel "modo" al moto complessivo della struttura è scalato mediante un coefficiente di partecipazione modale o - in maniera più chiara - in funzione della massa partecipante
- La somma delle masse partecipanti di tutti i modi è pari alla massa totale della struttura (per questo motivo si parla in genere di masse partecipanti come percentuale della massa totale)

Brave  
cenno

## Analisi modale con spettro di risposta

Consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione . . .

- . . . e poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi con criteri statistici
  - SRSS = radice quadrata della somma dei quadrati
  - CQC = combinazione quadratica completa

- **Attenzione:** nel fare la combinazione si perde il segno (che può essere utile);  
ma se c'è un modo prevalente si può assegnare a ciascun valore il segno che esso ha nel modo prevalente

Brave  
cenno

## Contributo dei singoli modi

Il primo modo è nettamente predominante per entità di massa partecipante. Le forze sono tutte dello stesso verso

Gli altri modi hanno masse partecipanti via via minori. Essi danno forze discordi, che producono un effetto minore rispetto alla base

In generale, è opportuno considerare tanti modi da:

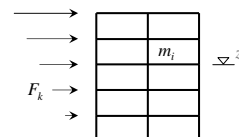
- raggiungere una massa partecipante dell'85%
- non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%

Brave  
cenno

## Analisi statica

Consiste nel considerare un unico insieme di forze, che rappresentano (in modo semplificato) l'effetto del primo modo

$$F_k = m_k \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} S_e(T_1)$$



Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Le forze possono essere ridotte con  $\lambda=0.85$  se l'edificio ha almeno 3 piani e periodo non troppo alto

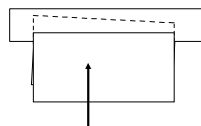
Brave  
cenno

## Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:

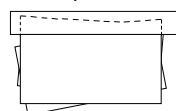
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con forti rotazioni, non va bene

Analisi modale



modo 1

modo 2

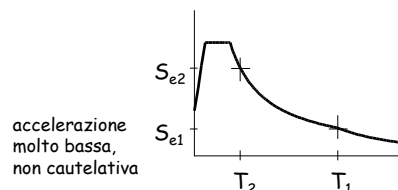
inviluppo

Brave  
cenno

## Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto



Brave  
cenno

## Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto
- la stima del periodo proprio sia affidabile (o, meglio, corretta con la formula di Rayleigh)

L'uso del coefficiente riduttivo  $\lambda$  rende i risultati dell'analisi statica non particolarmente gravosi rispetto a quelli dell'analisi modale

Brave  
cenno

## Analisi statica o analisi modale?

La norma vieta l'uso dell'analisi statica se:

- il periodo proprio supera  $2.5 T_C$
- la struttura è irregolare in altezza

Commento:

Il riferimento all'irregolarità in altezza non sembra coerente con gli studi teorici, che evidenziano l'importanza della regolarità in pianta

NTC08, punto 7.3.3.2

Brave  
cenno

## Analisi statica o analisi modale?

Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)

L'analisi statica è però uno strumento fondamentale per capire il comportamento fisico della struttura e per valutarne a priori la risposta (e quindi anche per controllare a posteriori i risultati dell'analisi modale)

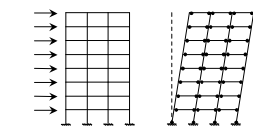
Brave  
cenno

## Analisi lineare con fattore di struttura $q$

- Si usa uno spettro di progetto con ordinate ridotte di  $q$
- Questa riduzione tiene conto della duttilità complessiva della struttura, legata a:
  - Duttilità locale (della sezione)
  - Comportamento globale (meccanismo di collasso)

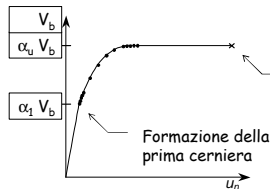
Breve  
cenno

### Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Notare:

Buon incremento della forza  
da prima plasticizzazione a  
collasso



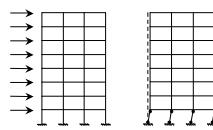
Collasso (rottura  
di una sezione)

Forti spostamenti a collasso =  
elevata duttilità globale

Modalità di collasso:  
globale

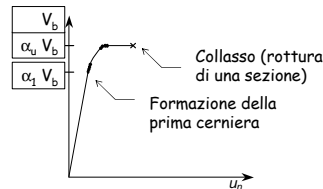
Breve  
cenno

### Meccanismi di collasso per schemi multipiano



In altri casi, invece:

Basso incremento della forza  
da prima plasticizzazione a  
collasso



Collasso (rottura  
di una sezione)

Formazione della  
prima cerniera

Modesti spostamenti a  
collasso = ridotta duttilità  
globale

Modalità di collasso:  
di piano

Breve  
cenno

### Analisi lineare con fattore di struttura q

- Si usa uno spettro di progetto con ordinate ridotte di q
- Questa riduzione tiene conto della duttilità complessiva della struttura, legata a:
  - Duttilità locale (della sezione)
  - Comportamento globale (meccanismo di collasso)
- Occorre controllare che il valore di q sia coerente con la tipologia strutturale e soprattutto che il comportamento strutturale globale sia coerente con le previsioni

### Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione numerica del comportamento
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

### Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

1. Si valutano le masse in maniera approssimata (con valori di riferimento di peso globale a m2 di impalcato)
2. Si stima il periodo proprio della struttura (con indicazioni di normativa o bibliografiche)
3. Si valutano le forze sismiche (con formule per analisi statica)

### Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

4. Si valuta il taglio nei singoli pilastri (si ripartisce il taglio di piano tra i pilastri "che contano", cioè quelli allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

$$V_{pil} = \frac{V_{tot}}{n}$$

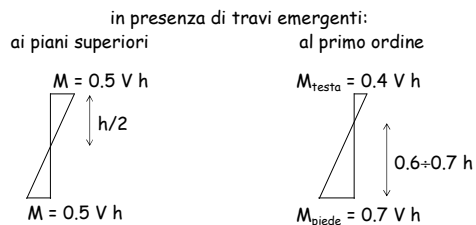
se i pilastri che contano hanno diversa sezione se ne tiene conto, in proporzione al momento d'inerzia

## Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

5. Si valuta il momento flettente nei singoli pilastri

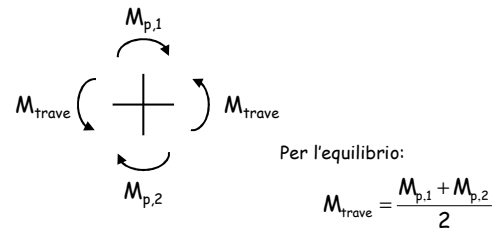


## Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

6. Si valuta il momento flettente nelle travi



## Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

Passi del procedimento:

7. Si incrementano le caratteristiche di sollecitazione per tener conto di:
  - eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle due componenti del sisma

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

## Previsione numerica del comportamento

Ci si rifà all'analisi statica.

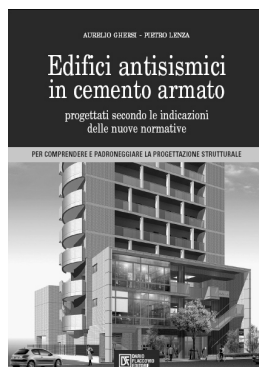
Passi del procedimento:

8. Si confrontano i valori previsti con quelli forniti dall'analisi

Attenzione: se ci sono differenza forti non si possono accettare i risultati dell'analisi (a meno che non se ne riesca a capire la ragione)

Per un esempio numerico si veda:

- Aurelio Gherzi, Pietro Lenza  
Edifici antisismici in  
cemento armato  
Dario Flaccovio editore,  
luglio 2009



## Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione
4. Esame dei risultati del calcolo
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

## Nuovi aspetti inseriti con le NTC 08

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)  
→ eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica  
→ criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti,  
ma che complicano notevolmente il calcolo

## Quante combinazioni di carico?

In assenza di sisma:

- schema base, col carico verticale massimo ( $g_d + q_d$ ) su tutte le campate di trave
- eventuali altri schemi col carico variabile a scacchiera  
Nota: l'effetto del carico variabile a scacchiera può essere stimato in maniera approssimata

Con le vecchie norme l'effetto dei soli carichi verticali era compreso tra i valori dovuti a  $q \pm F$

Ora invece no, perché in presenza di sisma i carichi verticali sono ridotti

## Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ( $g_k + \psi_2 q_k$ ) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione x / y
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
$E_x$	+	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	1
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	2
			$+0.3 E_y$	$+e_x$	3
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$-e_x$	4
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	5
			$-0.3 E_y$	$+e_x$	6
	-	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	7
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	8
			$+0.3 E_y$	$-e_x$	9
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	10
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	11
			$+0.3 E_y$	$-e_x$	12
$E_y$	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	13
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	14
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	15
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	16
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	17
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	18
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	19
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	20
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	21
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	22
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	23
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	24
	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	25
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	26
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	27
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	28
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	29
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	30
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	31
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	32

## Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati per tutte le combinazioni di carico?

Una montagna di valori (e di carta) che nessuno avrà mai il coraggio di esaminare  
(inoltre: che senso ha per me giudicare l'effetto di, ad esempio,  $q - F_x + e_{ay} - 0.3 F_y - e_{ax}$  ?)

Inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Mi dice solo se la verifica è soddisfatta o no;  
ma come capire il comportamento della struttura?

## Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

- Schemi base suggeriti:
1. carichi verticali max (senza sisma)
  2. carichi verticali min (con sisma)
  3. forze in direzione x (statiche o modali)
  4. forze in direzione y (statiche o modali)
- coppie (statiche) ⇐
5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
  6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

## Giudicare gli schemi base e le combinazioni di carico

Carichi verticali:

siamo già abituati ad esaminarli e giudicarli

Forze orizzontali:

discutere separatamente analisi statica e modale

Discutere poi:

- effetto dell'eccentricità accidentale
- combinazione delle azioni nelle due direzioni

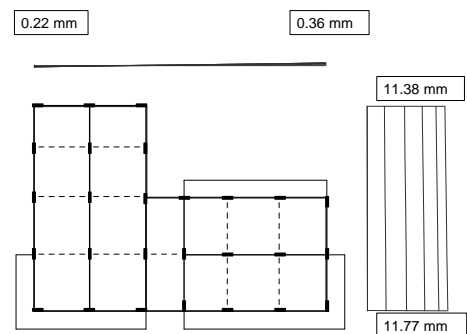
## Discussione dei risultati:

effetti del sisma  
valutati con analisi statica

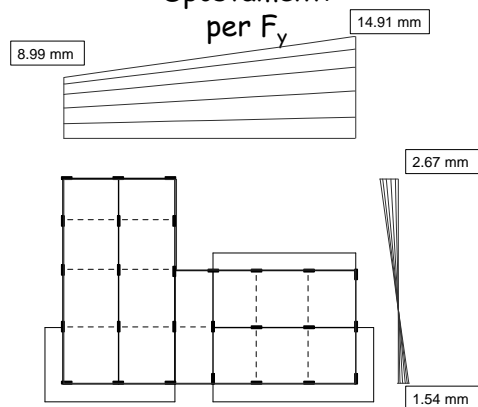
## Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi statica

- Esaminare gli spostamenti prodotti dalle forze nelle due direzioni
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Stimare e controllare il periodo
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
  - rispettano le previsioni o no?

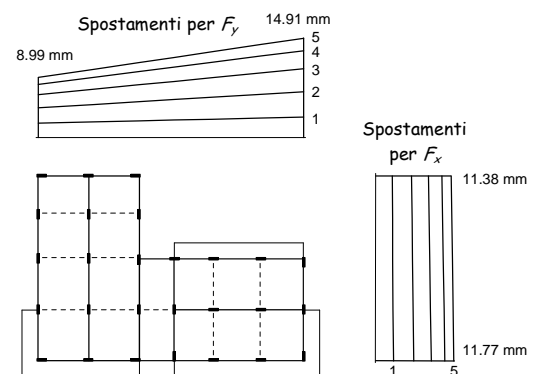
## Spostamenti per $F_x$



## Spostamenti per $F_y$



## Spostamenti

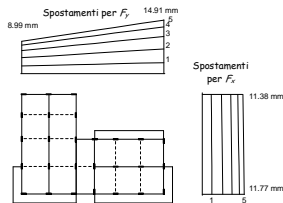


## Spostamenti classe di duttilità "A"

Rotazione non  
trascurabile per forze  
in direzione y



La parte destra  
andrebbe irrigidita



mediamente, spostamenti  
analoghi nelle due direzioni  
(ma i massimi per  $F_y$  sono  
maggiori di circa il 25%)

Spostamenti per forze in  
direzione x uniformi

## Periodo proprio della struttura (Metodo di Rayleigh)

Una buona stima del periodo si ottiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$m_i$ : massa di piano

$F_i$ : Forza di piano

$u_i$ : spostamento del baricentro di piano  
(provocato dalla forze  $F_i$ )

## Periodo proprio della struttura (direzione x)

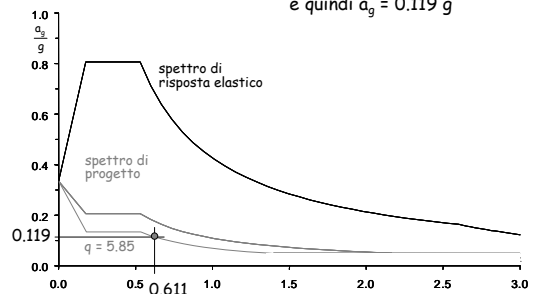
Piano	$m$ (kN s <sup>2</sup> /m)	$F_x$ (kN)	$u_x$ (mm)	$F_x u_x$ (kN m)	$m u_x^2$ (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+V	313.1	506.4	11.628	5888.2	42.34
IV	334.9	435.9	10.307	4492.7	35.58
III	334.9	330.2	8.292	2738.2	23.03
II	334.9	224.6	5.652	1269.2	10.70
I	297.2	105.5	2.646	279.2	2.08
somma				14667.4	113.72

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{xi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{xi} u_{xi}}}$$

$$T_x = 0.553 \text{ s}$$

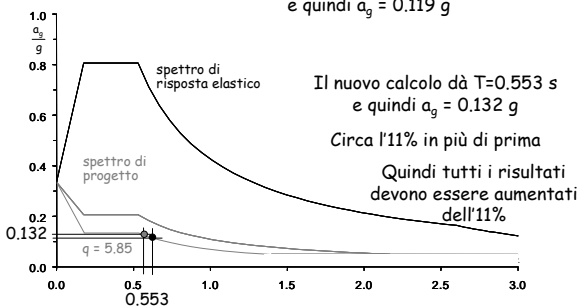
## Esempio - ordinata spettrale

Si era ipotizzato  $T=0.611 \text{ s}$   
e quindi  $a_g = 0.119 \text{ g}$



## Esempio - ordinata spettrale

Si era ipotizzato  $T=0.611 \text{ s}$   
e quindi  $a_g = 0.119 \text{ g}$



## Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			309.0	

### Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Taglio previsto e taglio massimo riscontrato, per pilastri allungati in x

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	42.3	39.12
4	74.5	69.41
3	98.9	92.07
2	115.5	108.93
1	122.6	111.18

Il taglio massimo è abbastanza uniforme  
I valori sono leggermente minori rispetto alle previsioni

Nota:  
nei pilastri di estremità il taglio è minore (circa il 50% ai piani superiori, il 75% al piede del I ordine)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto 0.131/0.119 (circa 11%)

### Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	67.6	70.93
4	119.2	122.75
3	158.2	155.93
2	184.7	175.03
1 testa	176.5	153.45
piede	309.0	246.78

Il momento massimo è abbastanza uniforme  
I valori corrispondono alle previsioni ai piani superiori, sono abbastanza più piccoli a quelli inferiori

Nota:  
nei pilastri di estremità il momento è minore (circa il 50-60% ai piani superiori, l'85% al piede del I ordine)

### Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	33.8	37.57
4	93.4	90.00
3	138.7	133.66
2	171.5	166.76
1	180.6	174.68

Il momento massimo è abbastanza uniforme,  
sia come distribuzione in pianta che in base alla posizione nel telaio (incluse campate di estremità)

I valori corrispondono bene alle previsioni

### Periodo proprio della struttura (direzione y)

Applicando la formula di Rayleigh

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{yi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{yi} u_{yi}}}$$

si trova

$$T_y = 0.552 \text{ s}$$

Quasi identico all'altra direzione

Si ha anche per questa direzione un incremento dell'accelerazione di circa l'11%

### Sollecitazioni per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max, sin (kN)	Taglio max, des (kN)
5	42.3	27.31	44.93
4	74.5	50.93	82.85
3	98.9	68.24	112.27
2	115.5	80.52	135.83
1	122.6	89.89	122.95

Il taglio varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione  
I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine (5-15% a seconda dei piani)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto 0.131/0.119 (circa 11%)

### Sollecitazioni per forze in direzione y

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	67.6	50.26	82.29
4	119.2	90.90	147.14
3	158.2	116.18	190.12
2	184.7	131.15	220.89
1 testa	176.5	125.69	165.35
piede	309.0	197.91	277.27

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine (15-20% a seconda dei piani)

## Sollecitazioni per forze in direzione y

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	33.8	26.45	44.37
4	93.4	65.80	111.80
3	138.7	95.71	166.11
2	171.5	119.36	205.49
1	180.6	130.89	212.06

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni

(15-20% a seconda dei piani)

## Discussione dei risultati:

effetti del sisma  
valutati con analisi modale

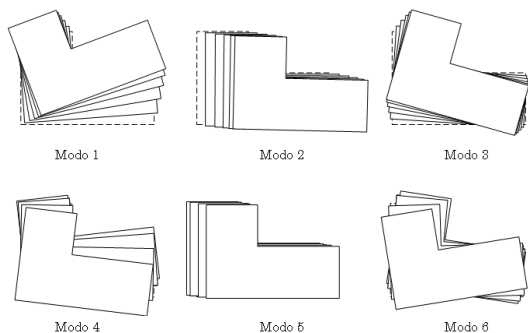
### Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
  - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
  - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
  - corrispondono alle previsioni o no?

### Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

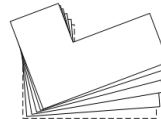
- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
  - rispettano le previsioni o no?

### Deformate modali



### Deformate modali

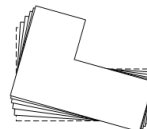
Modo 1  $T = 0.582$  s



Modo 2  $T = 0.553$  s



Modo 3  $T = 0.463$  s

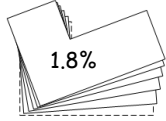


Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

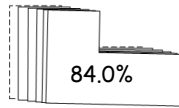
I modi 1 e 3 sono accoppiati (traslazione secondo y e rotazione)

### Masse partecipanti, sisma x

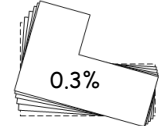
Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

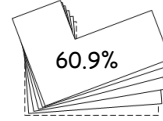


Il modo 2 dà il contributo massimo

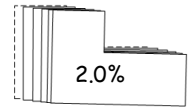
Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (8.9%)

### Masse partecipanti, sisma y

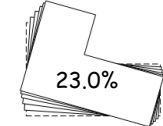
Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

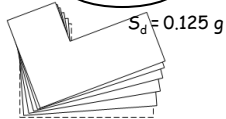


I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

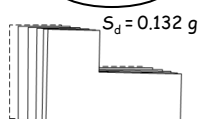
Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)

### Periodi dei modi predominanti

Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

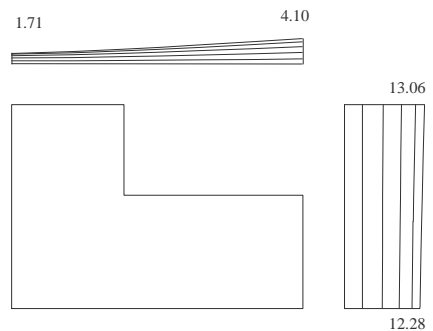


Periodi stimati: ~~0.641 s~~  
 $T_x = 0.553 \text{ s}$   $S_d = 0.132 \text{ g}$   
 $T_y = 0.552 \text{ s}$   $S_d = 0.132 \text{ g}$

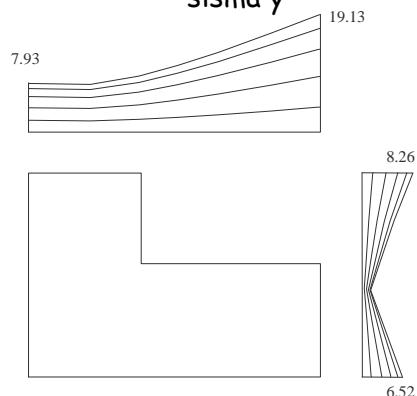
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono quindi analoghe

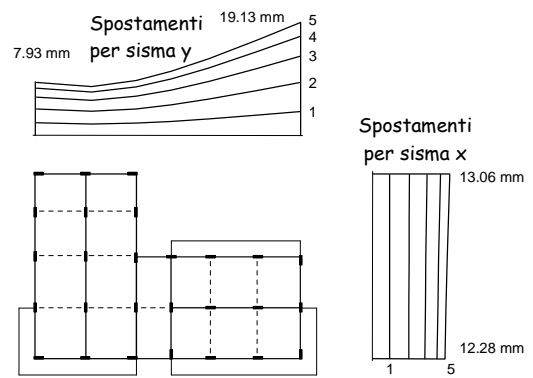
### Inviluppo modale sisma x



### Inviluppo modale sisma y



### Spostamenti, inviluppo modale

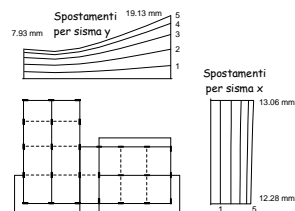


## Spostamenti, inviluppo modale

Rotazione non trascurabile per sisma y (spostamenti dovuti ai modi 1 e 3)



La parte destra andrebbe irrigidita

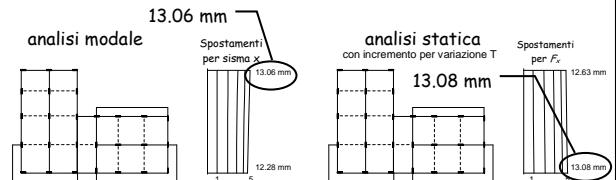


gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x uniformi (vicini a quelli del modo 2)

## Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

Sisma x: analisi modale - spostamenti uguali

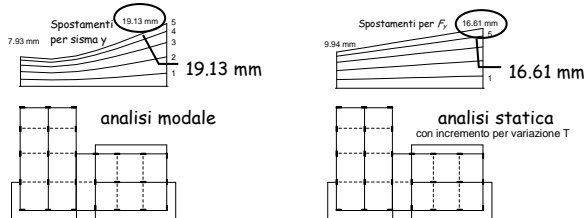


## Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

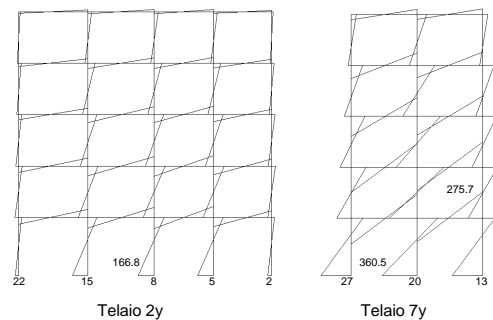
Sisma y: l'analisi modale accentua la rotazione

lato destro - spostamenti maggiori (25%)

lato sinistro - spostamenti minori



## Sollecitazioni



## Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	39.12	42.73
4	69.41	75.81
3	92.07	101.98
2	108.93	122.03
1	111.18	120.36

+11% per diff. periodo

Il taglio massimo è abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica, nei pilastri di estremità il taglio è minore (circa il 50% ai piani superiori, il 75% al piede del I ordine)

Analisi statica e modale forniscono valori sostanzialmente uguali

## Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	70.93	77.13
4	122.75	134.37
3	155.93	173.30
2	175.03	196.46
1 testa	153.45	167.40
piede	246.78	265.99

+11%

Il momento massimo è abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica, nei pilastri di estremità il momento è minore (circa il 50-60% ai piani superiori, l'85% al piede del I ordine)

Analisi statica e modale forniscono valori sostanzialmente uguali

### Sollecitazioni per sisma in direzione x

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	37.57	40.76
4	90.00	97.71
3	133.66	146.61
2	166.76	186.77
1	174.68	203.18

+11%

Il momento massimo è abbastanza uniforme, sia come distribuzione in pianta che in base alla posizione nel telaio (incluse campate di estremità)

Analisi statica e modale forniscono valori sostanzialmente uguali

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	44.93	57.03
4	82.85	105.51
3	112.27	145.08
2	135.83	177.19
1	122.95	159.98

+11%

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	82.29	103.88
4	147.14	187.92
3	190.12	246.55
2	220.89	287.58
1 testa	165.35	215.55
piede	277.27	360.46

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	44.37	56.03
4	111.80	141.06
3	166.11	212.26
2	205.49	265.79
1	212.06	275.67

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	27.31	24.81
4	50.93	45.19
3	68.24	61.30
2	80.52	73.31
1	89.89	79.02

+11%

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	50.26	45.08
4	90.90	80.71
3	116.18	104.66
2	131.15	119.18
1 testa	125.69	110.19
piede	197.91	174.34

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

## Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Travi emergenti dei telai in direzione y

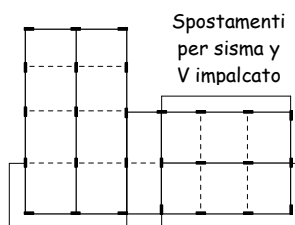
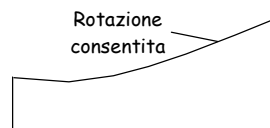
Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	26.45	23.66
4	65.80	58.18
3	95.71	85.03
2	119.36	107.23
1	130.89	116.65

+11%

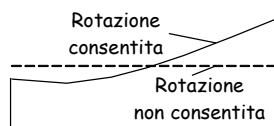
Il momento varia in base  
alla posizione in pianta a  
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale  
sono minori di quelli  
dell'analisi statica  
(circa il 15%)

## Suggerimento



## Suggerimento



La rotazione riduce gli  
spostamenti del lato rigido  
(e quindi le sollecitazioni)

Meglio non ridurre le  
sollecitazioni di progetto  
rispetto al caso di  
traslazione pura

Secondo:

- Comunità scientifica internazionale
- Normativa americana

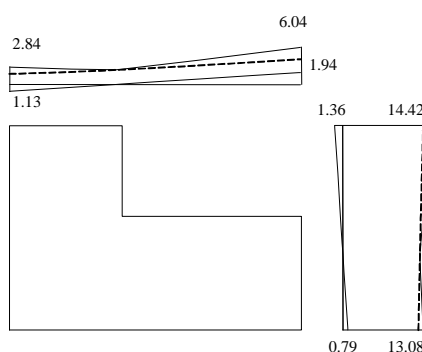
## Discussione dei risultati:

effetto dell'eccentricità accidentale

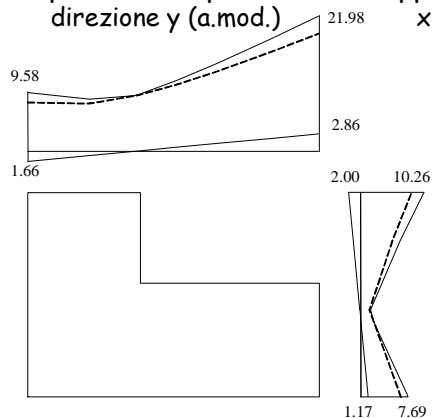
## Eccentricità accidentale Esame dei risultati

- Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
  - l'effetto delle coppie è lo stesso a tutti i piani?
  - la sua entità è comparabile con quanto previsto?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
  - l'incremento dovrebbe essere analogo a quello degli spostamenti

## Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



### Spostamenti per forze e coppie direzione y (a.mod.)



### Spostamenti per forze e coppie considerazioni

- Le coppie provocano un incremento di spostamento percentualmente analogo a tutti i piani
- L'incremento va dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
- L'incremento va dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- Gli incrementi percentuali  $\delta$  possono essere stimati con l'espressione semplificata con opportuni valori di k
- Nel caso in esame:  $k=0.16$  per dir.x,  $k=0.33$  per dir.y
- La formula è suggerita anche dall'OPCM 3431, ma con  $k=0.6$

$$\delta = k \frac{x}{L_e}$$

### Caratteristiche della sollecitazione per forze e coppie

- L'incremento percentuale di sollecitazione dovuto alle coppie è lo stesso di quanto riscontrato per gli spostamenti:
  - dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
  - dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- L'incremento percentuale di sollecitazione può essere stimato con la stessa espressione indicata per gli spostamenti

### Discussione dei risultati:

effetto della contemporanea presenza  
delle due componenti del sisma

### Le componenti orizzontali

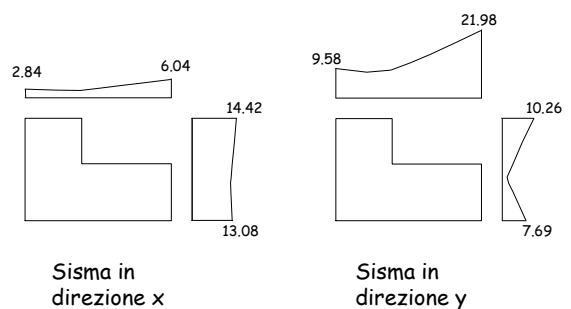
"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

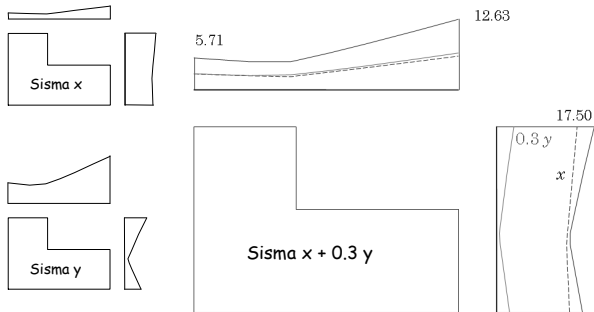
Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

Ordinanza 3431, punto 4.6

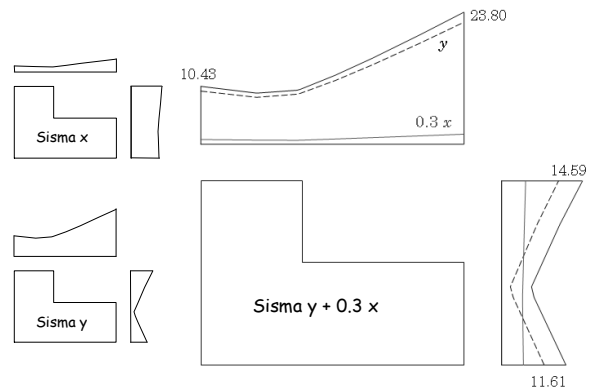
### Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



### Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



### Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale



### Discussione dei risultati:

#### commenti finali

### Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

#### Travi:

- le travi dei telai centrali ne risentono in misura minima
- le travi dei telai di estremità hanno, rispetto allo schema con sole forze, un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%

### Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

#### Pilastri:

- i pilastri nella parte centrale dell'edificio non hanno variazioni rilevanti delle caratteristiche di sollecitazione massima, ma devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 30% del massimo
- i pilastri perimetrali hanno un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%, ed inoltre devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 40%-60% del massimo

### Giudizio complessivo

prima di passare ad una verifica dettagliata

Rispetto alla stima iniziale, fatta in fase di dimensionamento:

- la previsione iniziale del periodo ha sottostimato l'azione sismica di circa un 10%
- la previsione dell'effetto di forze statiche era corretta, ma con leggera sottostima delle sollecitazioni nella parte destra (dovuta alla eccessiva eccentricità masse-rigidezze)
- l'effetto dell'eccentricità accidentale è stato ben stimato
- la contemporanea presenza delle due componenti del sisma è in alcuni casi più gravosa del previsto

## Il dimensionamento iniziale è accettabile?

Probabilmente sì,  
anche se in alcuni elementi le sollecitazioni sono un po' più grandi del previsto

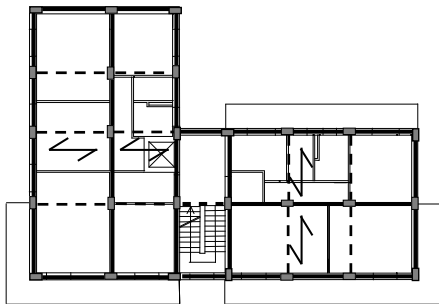
Se la risposta fosse stata negativa, si doveva ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

In particolare, sarebbe opportuno irrigidire la parte destra dell'edificio, aumentando le dimensioni di alcuni elementi o girando alcuni pilastri

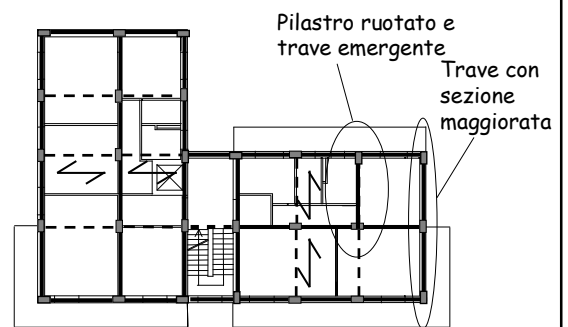
## Alla luce dei risultati:

un possibile ridimensionamento della struttura

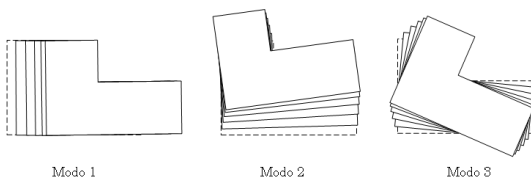
## Impostazione della carpenteria



## Impostazione della carpenteria con modifiche

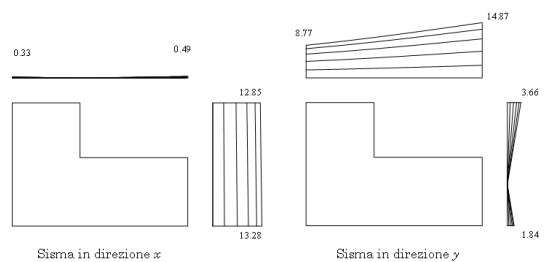


## Modi di oscillazione libera

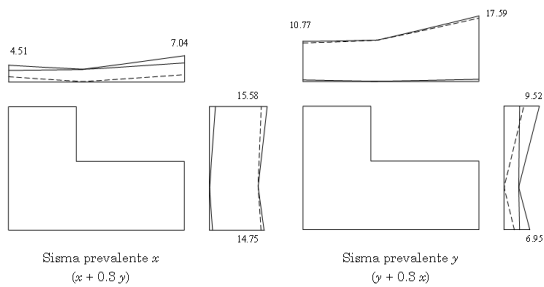


Modo	Periodo $T$ [s]	Massa partecipante $x$ [%]	Massa partecipante $y$ [%]
1	0.667	86.02	0.00
2	0.516	0.01	82.81
3	0.449	0.03	3.29

## Involuppo spostamenti modali

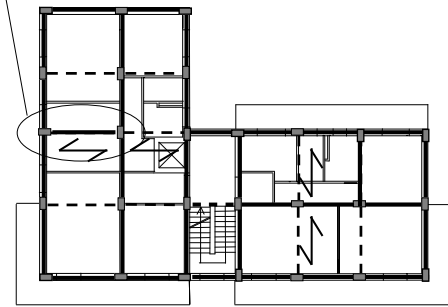


## Effetto complessivo

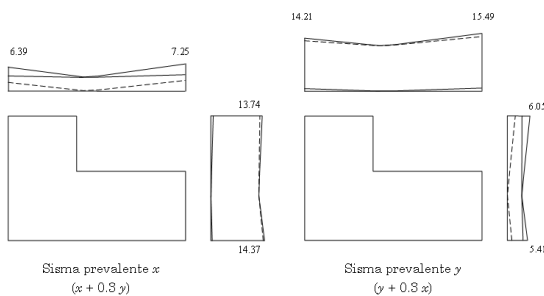


## Impostazione della carpenteria

Pilastro ruotato e  
trave emergente  
ulteriori modifiche



## Effetto complessivo



## Passi nella formulazione di un giudizio

1. Esame visivo della carpenteria e giudizio qualitativo
2. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi
3. Previsione
4. Esame dei risultati del calcolo
5. Esame delle armature

## Gerarchia delle resistenze

Travi - elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia



L'armatura a flessione delle travi deve essere definita in base ai risultati del calcolo

Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto



Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, ecc.) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

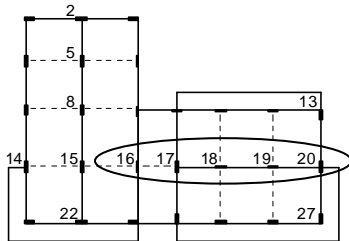
## Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

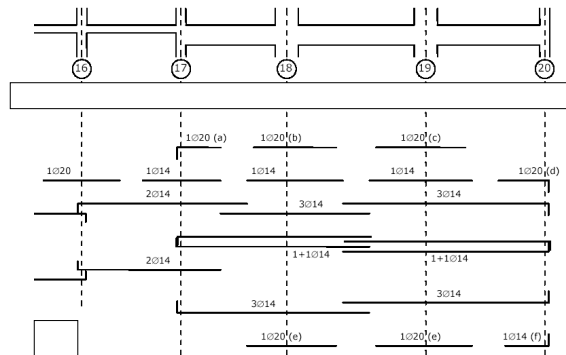
- esaminare globalmente gli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
- i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali ?  
quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

### Esame dell'armatura: armatura a flessione delle travi

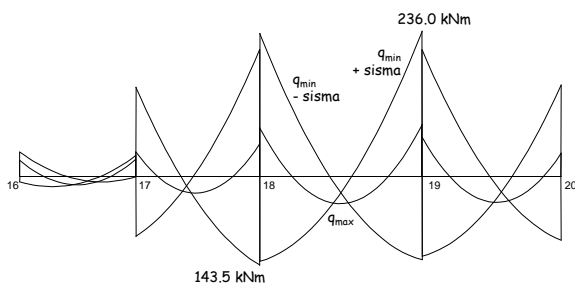
Si parte dall'involuppo dei risultati  
Si esamina come esempio la trave 14-20



### Trave 14-20 armature a flessione



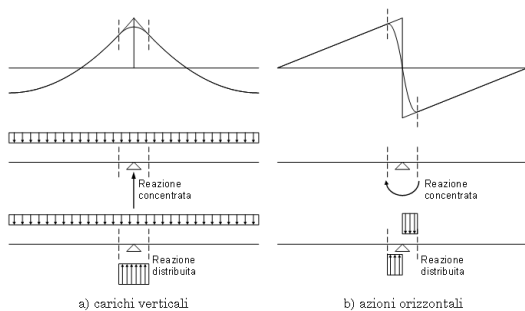
### Trave 14-20 diagramma del momento flettente (CD "A")



### Esame dell'armatura: armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
  - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro

### Quali valori di M? meglio i valori al filo pilastro



### Esame dell'armatura: armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
  - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r^2}$$

**Per approfondimenti su progetto  
e verifica delle sezioni si veda:**

- Aurelio Ghersi  
Il cemento armato  
Dario Flaccovio editore,  
maggio 2010



**Trave 14-20  
verifica della sezione**

Momento sollecitante massimo (negativo):  
 $M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm}$  (in asse)       $181.9 \text{ kNm}$  (a filo)

Momento resistente:  
 con semplice armatura ( $r = 0.0197$ )       $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 242.4 \text{ kNm}$   
 con doppia armatura ( $u=0.25, r'=0.0171$ )       $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 321.7 \text{ kNm}$

La sezione è pienamente accettabile  
(anche senza armatura in compressione)

**Esame dell'armatura:  
armatura a flessione delle travi**

- Si parte dall'involuppo dei risultati  
- È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per il progetto (o il controllo) si usano le formule tradizionali

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio) Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

**Trave 14-20  
armatura longitudinale**

Momento sollecitante (negativo):  $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo):  $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$

Armatura:  $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ sup}$      $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ inf}$   
(l'armatura disposta corrisponde a quella necessaria)

**Armatura longitudinale  
limiti di normativa**

Posto:  $\rho = \frac{A_s}{b h}$        $\rho_{comp} = \frac{A_{s,comp}}{b h}$

Deve essere:  $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nel caso in esame questo implica che

$$5.86 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,comp} + 14.65 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

**Armatura longitudinale  
limiti di normativa**

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2  $\varnothing 14$  sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

$h_{trave}$  per DC"B"

$1.5 h_{trave}$  per DC"A"

### Esame dell'armatura: armatura a taglio delle travi

Le staffe nelle travi servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Evitare rotture a taglio fragili:

- Progettare le staffe con un taglio superiore al massimo che potrà mai aversi nella struttura (imponendo gerarchia delle resistenze)

Nota: sarebbe comunque opportuno avere una resistenza del puntone di calcestruzzo (fragile) maggiore di quella dell'armatura (duttile)

### Esame dell'armatura: armatura a taglio delle travi

Le staffe nelle travi servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Consentire un comportamento flessionale duttile :

- L'effetto cerchiante delle staffe aumenta la deformazione ultima del calcestruzzo ed evita l'instabilità delle barre compresse

Nota: questo effetto dipende dal passo delle staffe ma anche dalla presenza di legature; è inutile infittire molto le staffe se è grande la distanza tra i bracci delle staffe (in senso trasversale)

### Esame dell'armatura: armatura a taglio delle travi

#### Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;  
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$  per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$  per CD "A"

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.1

### Campata 17-18 sollecitazioni di calcolo (CD "A")

#### Esempio - prima campata

sinistra  
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14  
inf. 3 Ø14

$q = 31.7$  kN/m

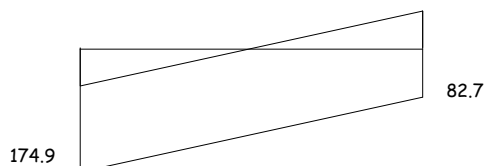
destra  
sup. 1 Ø20 + 4 Ø14  
inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

$M_{Rd}$  (kNm)  
-161.1  
+97.3

-192.4  
+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

### Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

### Campata 17-18 sollecitazioni di calcolo (CD "A")

#### Esempio - prima campata

sinistra  
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14  
inf. 3 Ø14

$q = 31.7$  kN/m

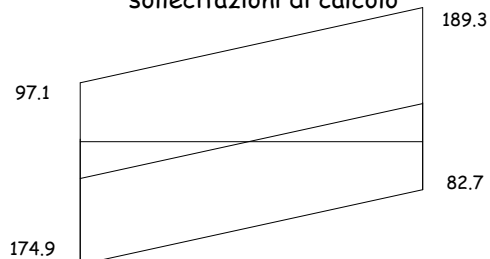
destra  
sup. 1 Ø20 + 4 Ø14  
inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

$M_{Rd}$  (kNm)  
-161.1  
+97.3

-192.4  
+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

### Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{q_l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

### Armature trasversali (staffe)

#### Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8  $\phi_{min, tra}$  (per DC"B") 6  $\phi_{min, tra}$  (per DC"A")
- 24  $\phi_{staffe}$

avendo  $\phi_{14}$ :  $6 \times 14 = 84 \text{ mm}$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.1

### Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$V = 189.3 \text{ kN}$

che richiede  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si possono disporre  $\phi 8$  / 10 cm alle estremità  
( $\phi 8$  / 20 cm nella parte centrale della campata)

Dovrebbero essere  $\phi 8$  / 8.4 per i limiti minimi

Nota: per CD"B" si può usare  $\cot \theta = 2$

per CD"A" si deve usare  $\cot \theta = 1$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.2.2

### Esame dell'armatura:

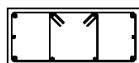
armatura a pressoflessione dei pilastri

- esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- grande attenzione ai pilastri corti
- controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi

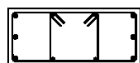
per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti:  
dimensione maggiore del pilastro  $\geq$  altezza della trave  
armatura totale sui due lati corti del pilastro  $\geq$  armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;  
l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

### Tabella dei pilastri

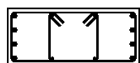
#### SEZIONI



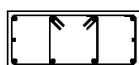
A 30x70  
4 $\phi$ 20 + 6 $\phi$ 14



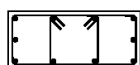
B 30x70  
6 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 14



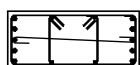
C 30x70  
8 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 14



A1 30x70  
8 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 14



B1 30x70  
10 $\phi$ 20



D 30x70  
10 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 14

### Tabella dei pilastri

	ordine	V	IV	III	II	I	dalla fon-
pilastro	sezione	armatura					dazione
1	70x30	A	A	A	B	C	C
2	70x30	A	A	A	B	C	C
3	70x30	A	A	A	B	C	C
4	30x70	A	A	A	B	B	B
5	30x70	A	A	A	B	B	B
6	30x70	A	A	A	B	B	B
7	30x70	A	A	A	B	B	B
8	30x70	A	A	A	B	B	B
9	30x70	A	A	A	B	B	B
10	70x30	A	A	A	B	B	B
11	70x30	A	A	A	B	B	B
12	70x30	A	A	A	B	B	B
13	30x70	A	A	C	C	D	D
14	30x70	A	A	A	B	B	B

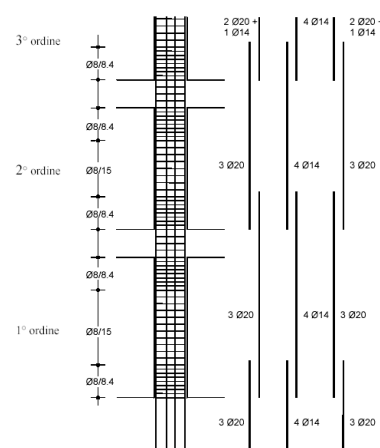
Notare: uniformità e gradualità di variazione delle armature  
un po' più armati i pilastri 1, 2, 3

## Tabella dei pilastri

ordine	V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura				
15	30x70	A	A	A	B	B
16	30x70	A	A	A	B	B
17	70x30	A	A	A	B	B
18	70x30	A	A	A	B	B
19	70x30	A	A	A	B	B
20	30x70	A	A	C	C	D
21	70x30	A	A	A	B	B
22	70x30	A	A	A	B	B
23	70x30	A	A	A	B	B
24	70x30	A	A1	A1	B1	B1
25	70x30	A	A	A	B	B
26	70x30	A	A	A	B	B
27	30x70	A	A	C	C	D

Notare: ancora più armati i pilastri 13, 20, 27  
armatura più forte sul lato lungo nel pilastro 24

## Pilastri: sezione verticale



## Esame dell'armatura: armatura a pressoflessione dei pilastri

Sezioni alla base del primo ordine (e in testa all'ultimo)

- Progettate in base ai valori di calcolo

Tutte le altre sezioni

- Non si deve formare un meccanismo di piano
- Le sezioni devono essere progettate in base alla gerarchia delle resistenze

Note:

- L'eventuale plasticizzazione di pilastri "deboli" non ha importanza ai fini di evitare un meccanismo di piano
- L'eventuale plasticizzazione di qualche pilastro "forte" non implica di per sé la formazione di meccanismo di piano

## Esame dell'armatura: armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistenti delle travi

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

## Nelle sezioni diverse da quella di base

I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula  $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ "

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

## Esame dell'armatura: armatura a taglio dei pilastri

Le staffe nei pilastri servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Evitare rotture a taglio fragili:

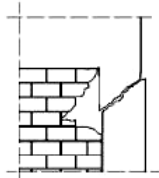
- La rottura fragile dei pilastri è particolarmente critica, perché impedisce di sostenere la struttura sovrastante e provoca il crollo di tutta la struttura

## Rottura del pilastro per taglio



Foto G. Gaeta

Rottura diagonale della muratura e propagazione come lesione a taglio nel pilastro

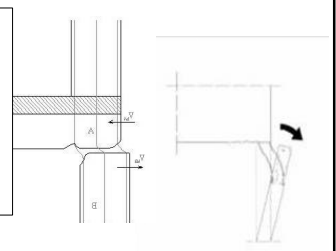


## Scorrimento tra pilastro e trave



Irpinia 1980, Lioni. Edificio del Banco di Napoli

Foto A. Ghersi



Scorrimento tra la sommità del pilastro e la trave in corrispondenza della ripresa di getto

## Esame dell'armatura: armatura a taglio dei pilastri

Le staffe nei pilastri servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Consentire un comportamento flessionale duttile:

- Teoricamente non si dovrebbero formare cerniere plastiche (tranne che alla base del primo ordine)
- In realtà la distribuzione delle sollecitazioni non corrisponde mai a quella prevista da un calcolo elastico lineare

## Esame dell'armatura: armatura a taglio dei pilastri

- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$  per CB"B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$  per CB"A"

Nei pilastri il carico  $q$  non c'è

## Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

con

$$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases}$$

## Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Zona critica:

dall'estremità del pilastro un tratto pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x70:

70 cm

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.1.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD"B") o 15 cm (CD"A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm per le staffe

(Nelle zone critiche?) esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/2 (CD"B") o 1/3 (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- 8 Ø<sub>min,lon</sub> (per DC"B") o 6 Ø<sub>min,lon</sub> (per DC"A")

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre Ø8 / 10

Nella parte centrale si metteranno Ø8 / 15

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

### Altri elementi

- pareti
  - hanno problematiche specifiche
- nodi trave-pilastro
  - deve essere presente una buona staffatura nel nodo
  - i ferri di parete delle travi che attraversano il nodo contribuiscono alla staffatura
- impalcati
  - di solito basta una rete
  - attenzione in presenza di pareti o di punti particolarmente deboli dell'impalcato
- fondazioni
  - attenzione nel caso di edifici con pareti

### Ulteriori riferimenti per approfondimenti

- Ciclo di corsi di aggiornamento professionale su "Progettazione strutturale e Norme Tecniche per le Costruzioni 2008"
  - Organizzato: da Aurelio Ghersi
  - Sede: Spoleto (PG) dal settembre 2010 al maggio 2011
  - Per informazioni: [www.dica.unict.it/users/agheri](http://www.dica.unict.it/users/agheri)
- Corsi di aggiornamento a Imola (BO)
  - "Il cemento armato", 4-6 novembre 2010
  - "Edifici antisismici in c.a.", 18-20 novembre 2010
  - Per informazioni: contattare ing. Tassinari (email [c.tassinari@albaprogetti.it](mailto:c.tassinari@albaprogetti.it))